

I-282 歩道橋の試設計に基づく振動使用性について

○ 中部復建(株) 正 田中 信治
九州東海大学 正 加藤 雅史

1. はじめに

筆者らはこれまでに実在する歩道橋の振動測定を行い、その実測値と解析値についての比較検討、およびかなり規模の大きい歩道橋の実振幅、支承の実挙動を測定し、歩道橋の使用性について検討¹⁾²⁾を行ってきた。そしてある程度規模の大きい歩道橋では、人力によって共振させても振動使用性に問題のないことがわかったが、その具体的な大きさは不明であった。そこで今回、いろいろな桁形式の歩道橋を実際に設計し、その結果を基に固有値解析を行い、求めた固有振動数で人が歩くケースを想定し、共振状態での最大変位より振動速度の実効値を算出し、振動使用性の検討を行った。そして「ある程度規模の大きい」というあいまいな表現であった、揺れにくい歩道橋の具体的な大きさを検討したのでここに報告する。

2. 対象とした橋梁形式と設計方針

試設計の対象とする橋梁形式は一般的な単純桁を扱い、橋長については単純桁で比較的实际に使用される25m以上65mまでの5mピッチ9ケースとし、便宜上橋長=支間長とする。一方幅員であるが、今回の目的はある程度規模の大きい歩道橋を対象としているため、建設省の標準設計の記載より大きな幅員を対象とし、最近の設計例も参考にして2.5mから4.0mまでの4ケースとした。また上部工形式は通常考えられる単純合成箱桁、単純合成钣桁、単純鋼床版箱桁、単純鋼床版钣桁の4ケースを対象とした。

以上のような橋長(9ケース)、幅員(4ケース)、上部工形式(4ケース)のすべての組合せ、計144ケースの試設計を行った。設計条件をまとめて表-1に示す。設計方針としては、対象としている歩道橋が一般的な横断歩道橋でないことから、応力や最小板厚等は道路橋示方書に準拠し、活荷重たわみの許容値は立体横断施設技術基準に基づいて支間の1/600を採用した。各橋梁形式の構造高(腹板高+ハンチ+床版厚+舗装厚)は、鋼重が最小となる構造高を算出し決定した。試設計の留意点としては、主桁端部において支間の約1割の位置で断面変化を行い、最高4箇所まで考慮した(最小板厚で断面が決定している場合は省略)。尚、腹板高は一定とし、鋼材はSM490材を使用した。

3. 固有値解析と応答解析

試設計で得られた結果を基に以下の点に留意して、2次元固有値解析を行った。RC床版の圧縮強度は270Kgf/cm²とし、地覆と共に剛性を考慮し、剛性の評価方法は文献1)によった。横桁、各補剛材、舗装、高欄は質量のみを解析に取り入れた。このような仮定で解析した結果を、縦軸に固有振動数、横軸に支間長をとってプロットしたものを図-1に示す。なお図中には、合成钣桁とその他の上部工に対し、最小二乗法で求めた固有振動数と支間の関係も示した。

次に1人の人間が、試設計を行った歩道橋の上を1次固有振動数に合わせて歩いた時の振動使用性を検討する。対象とする歩調(固有振動数)は、これまでの実測結果³⁾より、1.5Hz~2.5Hzの範囲とする。応答解析は文献4)に基づき、振動感覚の評価方法は以下に示す梶川の提案している⁵⁾振動速度の実効値の大きさにより評価する。

VE=0.42cm/s ----振動を感じ始める50%値
VE=0.85cm/s ----明らかに振動を感じる50%値
VE=1.70cm/s ----少し歩きにくい50%値
VE=2.70cm/s ----多いに歩きにくい50%値

表-1 設計条件

項目	種類・数値 (ケース数)
上部工形式	合成箱桁・合成钣桁・鋼床版箱桁・鋼床版钣桁 (4)
橋長 (m)	25.0~65.0mの5mピッチ (9)
幅員 (m)	2.5・3.0・3.5・4.0 (4)
活荷重	350 Kgf/m ² (主桁に対して)
使用鋼材	主桁 SM490Y材
下フラ	钣桁 桁高の1/3~1/8程度の幅とする
ンジ幅	箱桁 腹板間隔より100mmづつ外側へ
床版	RC床版14cm、ハンチ7cm・鋼床版10mm
舗装	アスファルト舗装30mm
地覆	RC構造としH=100mm、W=400mm
高欄荷重	50×2 Kgf/m
適用示方書	道路橋示方書・同解説(平成2年2月)

試設計を行い固有値解析をした結果、1次の固有振動数が1.5Hz～2.5Hzの範囲となった全99ケースについて、減衰定数が0.5%～2.0%までの最大応答変位を算出し、振動速度の実効値を求めた。そしてその実効値(VE)を縦軸に、1m当りの死荷重(Dm)を横軸に取った結果を図-2に示す。図中には代表的な減衰定数における値がプロットしており、最小二乗法で得られた関数が示してある。この図から共振時における振動速度の実効値の大きさは、減衰定数に大きく依存しており、もし対象橋梁の減衰定数が2%以上期待できるなら、今回対象とした歩道橋はほとんど揺れを感じないことになる。しかし筆者らが行った実測結果⁴⁾からもわかるように、全ての歩道橋で2%の減衰定数を期待することは困難である。そこで減衰定数を0.5%とした場合、VEとDmの関係は次式となる。

$$VE = 1.36 / Dm + 0.0155 \quad \text{-----(1)}$$

振動を感じさせないためには $VE = 0.42 \text{ cm/s}$ 以下にすることが望ましい。しかし式(1)で求められるVEの値はその歩道橋にとって、最も揺れやすい状態における最大値である。言い換えれば通常起こりうる最悪のケースと言えよう。この最悪のケースにおいて、最良の状態、つまり振動を感じない領域にする必要はないであろう。このことは現行の道路橋示方書の考え方の一つである、希なケースにおける安全率の考え方と同じである。以上より共振時においては、揺れの感じかたの領域を1ランク下げ、VEの値を 0.85 cm/s 以下にすることを提案する。

式(1)において $VE = 0.85 \text{ cm/s}$ を代入した場合、 $Dm = 1.63 \text{ tf/m}$ となる。しかしこの式は最小二乗

法で求めた関係式であり、図-2からもわかるように、ある程度ばらつきがある。そこで試設計および応答解析で求めた値と式(1)とのばらつきが正規分布していると仮定し、95%の信頼性をもつ範囲を求めた。そしてその上限式は次式にて表される。

$$VE = 1.36 / Dm + 0.137 \quad \text{-----(2)}$$

(2)式のVEに 0.85 cm/s を代入し、 $Dm = 1.91 \text{ tf/m}$ が得られる。換言すればこれ以上の規模の歩道橋ならば、人間1人がたとえ共振状態で歩いたとしても、その揺れの感じ方は「振動を感じる」領域内に収まっていることになる。ここで対象としている断面諸元は経済構造高を用いているため、実設計とは多少剛性や死荷重などが異なるであろう。そこでこれらのことを考慮して、設計時において1m当り死荷重が 2.0 tf/m 以上の歩道橋ならば振動使用性に対する固有振動数制限に拘束される必要はないと判断できる。

参考文献

- 1) 田中・加藤：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討、構造工学論文集, Vol. 36A, 1990
- 2) 田中・加藤：支間40mを超える歩道橋の実振動特性、構造工学論文集, Vol. 38A, 1992
- 3) 梶川・小堀：動的応答から見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察、土木学会論文報告集, No. 266, 1977
- 4) 田中・加藤：設計時における歩道橋の振動使用性照査法、土木学会論文集, 1993
- 5) 小堀・梶川：橋梁振動の人間工学的評価法、土木学会論文報告集, No. 230, 1974

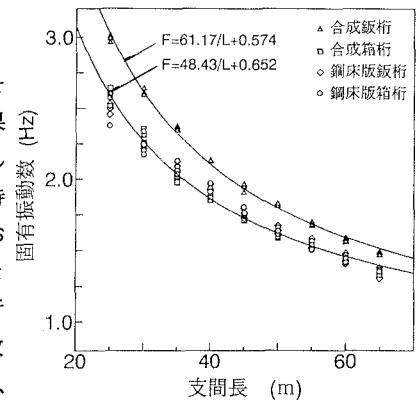


図-1 支間長と1次固有振動数

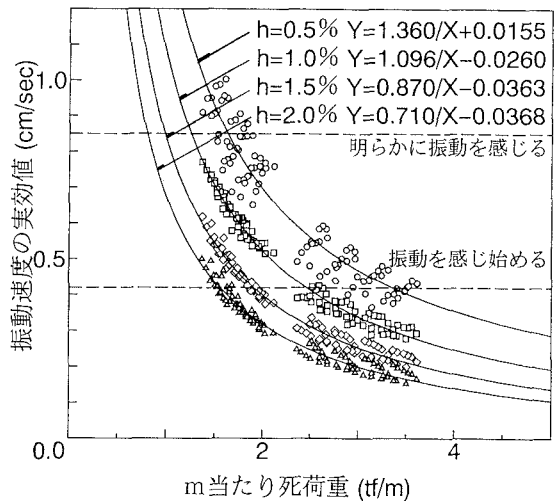


図-2 1m当り死荷重に対する振動速度の実効値